

# PAVIMENTOS FLEXIBLES CON RIGIDEZ INVERTIDA: CARACTERIZACIÓN EXPERIMENTAL Y MODELACIÓN NUMÉRICA<sup>1</sup>

Douglas D. Cortes<sup>2</sup>, J. Carlos Santamarina<sup>3</sup> y Augusto Jugo<sup>4</sup>

**Resumen:** La capa granular en un pavimento flexible con rigidez invertida se compacta sobre una base rígida de suelo-cemento y se cubre con una delgada capa asfáltica de rodamiento. A diferencia de los pavimentos convencionales cuya respuesta mecánica depende principalmente de las capas superiores rígidas (asfalto o concreto), la base granular en un pavimento con rigidez invertida desempeña un papel preponderante en la transferencia de cargas inducidas por el tráfico y en la respuesta estructural. Los métodos empíricos de diseño desarrollados para pavimentos convencionales no son apropiados para su análisis. Dada la importancia de la base granular y de su proximidad a la superficie (altos esfuerzos cíclicos), se requirió el desarrollo de nuevos ensayos de laboratorio y de campo para caracterizar la relación entre la rigidez de la base granular y el estado de esfuerzos. Los resultados experimentales se analizan con un modelo constitutivo que emplea el estado del arte en la modelación de bases granulares; el mismo modelo se usa en la simulación numérica de la estructura del pavimento. Los resultados proveen guías preliminares de diseño para pavimentos de rigidez invertida.

**Palabras Clave:** comportamiento no-lineal, ensayos in-situ, modelación, módulo resiliente, pavimentos invertidos.

## INVERTED PAVEMENT SYSTEMS: EXPERIMENTAL AND NUMERICAL ANALYSES OF NON-LINEAR UNBOUND AGGREGATE BASE BEHAVIOR

**Abstract:** Unlike conventional pavements which rely on upper stiff layers (asphalt or concrete) to bear and spread traffic loads, the unbound aggregate inter-layer in an inverted pavement plays a major role in the mechanical response of the pavement structure. The boundaries imposed on the unbound aggregate base in an inverted pavement structure change radically from those in conventional pavements. Therefore, current empirically derived design methods are unsuitable for the analysis of inverted pavement structures. Given the critical role of the unbound aggregate base and its proximity to the surface (high stresses), new laboratory and field tests have been developed to characterize the stress-dependent stiffness of the unbound aggregate base. A complementary numerical study that incorporates state-of-the-art concepts in constitutive modeling of unbound aggregates is used to analyze experimental results and to develop preliminary guidelines for inverted base pavement design.

**Keywords:** in-situ testing, inverted pavements, modeling, non-linear behavior, resilient modulus.

## INTRODUCCIÓN

Los pavimentos flexibles con rigidez invertida se caracterizan por tener una base granular entre una sub-base rígida (cementada) y una delgada capa de asfalto. El buen desempeño de este tipo de pavimentos en las carreteras de Sudáfrica y en estudios preliminares en los Estados Unidos han confirmado la viabilidad de los pavimentos con rigidez invertida como una estructura alternativa a los pavimentos convencionales (Barksdale, 1984; Tutumluer, 1995; Tutumluer and Barksdale, 1995; Rasoulilian et al., 2000; Rasoulilian et al., 2001; Terrell, 2002; Terrell et al., 2003; Titi et al., 2003).

Bajo carga cíclica, las bases granulares exhiben comportamiento no-lineal y su rigidez depende del estado de esfuerzos (Morgan, 1966; Monismith et al., 1967; Hicks and Monismith, 1971; Allen and Thompson, 1974; Barksdale, 1984; Adu-Osei, 2000; Lekarp et al., 2000). En un pavimento con rigidez invertida, la capa asfáltica es delgada y no llega a re-distribuir las

<sup>1</sup> Artículo recibido el 6 de octubre de 2011 como parte del 2do Encuentro Latino de Profesores de Geotecnia. Artículo aceptado en versión final el 15 de noviembre de 2011.

<sup>2</sup> Profesor Asistente, Department of Civil Engineering, New Mexico State University, Las Cruces, NM 88003-8001, USA. E-mail: dcortes@nmsu.edu.

<sup>3</sup> Profesor, School of Civil & Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA, USA. E-mail: jcs@gatech.edu

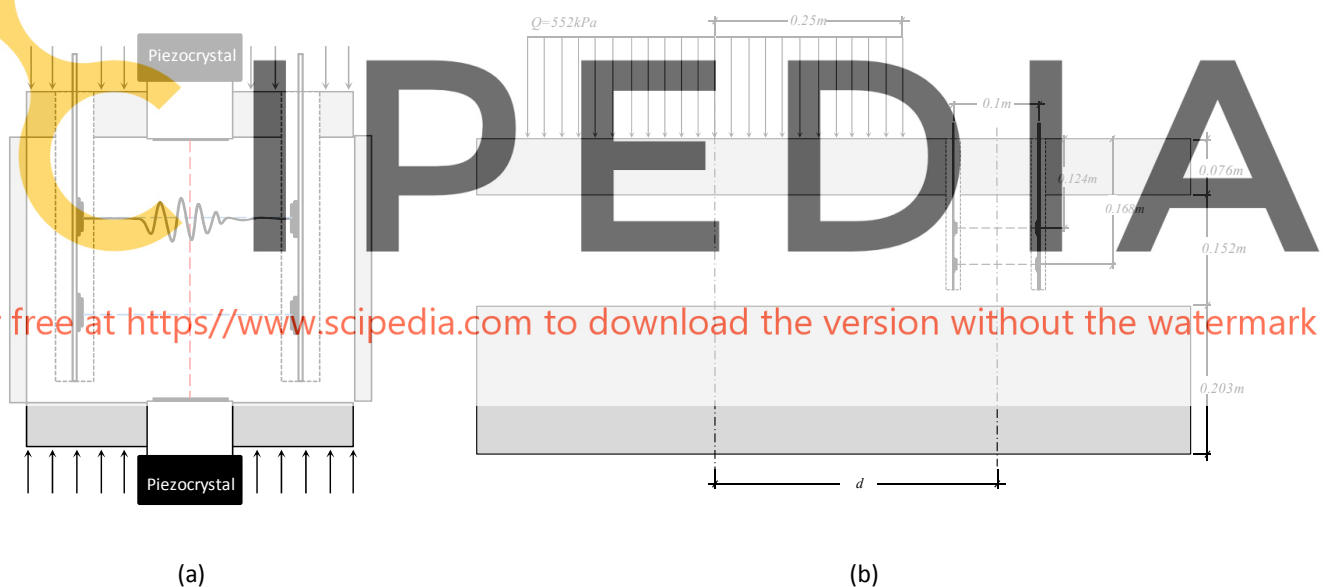
<sup>4</sup> Profesor, Universidad Central, Caracas, Venezuela. E-mail: augusto\_jugo@hotmail.com

cargas de tráfico; consecuentemente, la base granular recibe esfuerzos cíclicos altos. La no-linealidad y la alta carga cíclica requieren una caracterización adecuada de la respuesta de la base granular para poder desarrollar métodos de diseño apropiados para pavimentos flexibles con rigidez invertida.

## CARACTERIZACIÓN EN LABORATORIO E IN-SITU

Los ensayos triaxiales cíclicos para la medición del módulo resiliente se consideran complejos y costosos para uso rutinario, y pueden no ser representativos del comportamiento in-situ (Puppala, 2008). Un reducido número de ensayos ha sido desarrollado para medir la rigidez en campo (Terrell, 2002; Terrell et al., 2003). La mayoría de los ensayos in-situ existentes efectúan mediciones indirectas en la superficie del pavimento (desplazamientos y/o aceleraciones) y estiman las propiedades de la base granular resolviendo el problema inverso. Ninguno de los ensayos de campo disponibles permite recuperar información suficiente para extraer los parámetros constitutivos necesarios para caracterizar el comportamiento del material adecuadamente.

Aquí presentamos una metodología diferente para determinar la relación entre la rigidez y el estado de esfuerzos en bases granulares. La rigidez de la base se obtiene mediante mediciones de velocidad de propagación de ondas P, usando cristales piezoeléctricos instalados en serie en dos hileras (i.e., emisor y receptor) como se muestra en la Figura 1-a. El diseño de los sensores en dos hileras permite que el ensayo también se pueda realizar en el campo, como se muestra en la Figura 1-b. Los cristales piezoeléctricos son usados como fuentes y receptores de las ondas elásticas. En cada medición se registran todas las señales recibidas simultáneamente en los sensores de la hilera de receptores, generadas por un único sensor en la hilera de emisores. Variando el sensor fuente se obtiene una tomografía de la rigidez del material. Los ensayos de laboratorio se llevaron a cabo cargando la muestra axialmente en una celda tipo edómetro. Las propiedades del material usado se presentan en la Tabla 1.

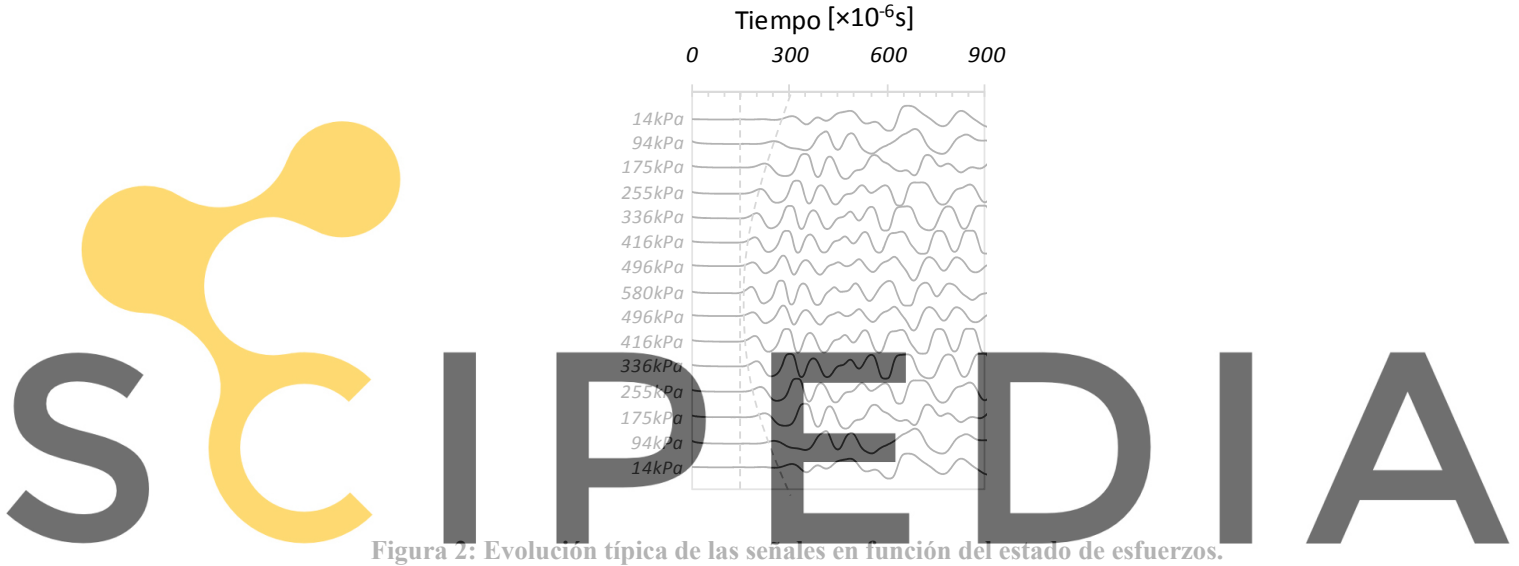


**Figura 1: Sensores desarrollados para la determinación de la rigidez de bases granulares en función del estado de esfuerzos. El nuevo ensayo hace posible la medición directa del módulo de onda-P en (a) el laboratorio y (b) in-situ.**

El material usado para la base granular es compactado al contenido de agua óptimo en un molde tipo Proctor (15.2 cm de diámetro y 11.6 cm de alto). Dos orificios se perforan en el material compactado. Ambos extremos se cubren con tapas de aluminio. Las tapas contienen agujeros que se acoplan directamente sobre las perforaciones para permitir la instalación de los sensores y en los que se ajustan además dos cristales piezoeléctricos Matec 9J104 que miden la velocidad de propagación de ondas en la dirección vertical. La celda se coloca en el marco de carga una vez instrumentada, y se pre-condiciona la muestra con 25 ciclos de carga-descarga con un esfuerzo máximo de 700 kPa. Las mediciones se hacen comenzando con un esfuerzo de 14 kPa; la carga se aumenta en incrementos de 80 kPa hasta un esfuerzo máximo de 580 kPa. La Figura 2 presenta señales típicas. Para cada señal se determina el tiempo de propagación y la velocidad de propagación de onda se computa teniendo en cuenta la distancia entre los sensores. Los resultados se presentan en la Figura 3.

**Tabla 1: Propiedades de la base granular.**

Material:	Granito triturado
Tamaño máximo:	3.8 cm
Porcentaje de finos:	5%
Coefficiente de uniformidad:	35
Densidad:	2330 kg·m <sup>-3</sup>



**Figura 2: Evolución típica de las señales en función del estado de esfuerzos.**

Register for free at <https://www.scipedia.com> to download the version without the watermark

La velocidad de propagación de ondas P en un material granular parcialmente saturado depende del estado de esfuerzos en la dirección de propagación de acuerdo a (Kopperman et al., 1982; Hardin y Blandford, 1989):

$$V_p = \alpha \left( \frac{\sigma'}{1 \text{ kPa}} \right)^\beta \quad (1)$$

donde  $V_p$  es la velocidad de propagación de la onda P, el factor  $\alpha$  es el valor de  $V_p$  cuando  $\sigma' = 1 \text{ kPa}$  y  $\beta$  refleja la sensibilidad de la velocidad de propagación al estado de esfuerzos. Las velocidades de propagación horizontal y vertical se superponen en una misma curva para un valor de  $\sigma_h = 0.38 \sigma_v$  y la serie de datos entera se puede describir usando valores de  $\alpha = 245 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$  y  $\beta = 0.18$ .

$$M = \rho (V_p)^2 \quad (2)$$

La relación entre el módulo M y la velocidad de propagación de la onda P está dada por la ecuación 2, en la cual  $\rho$  es la densidad de la base granular. La rigidez puede entonces expresarse en función del esfuerzo efectivo:

$$M = k_1 \left( \frac{\sigma'}{1 \text{ kPa}} \right)^{k_2} \quad (3)$$

donde  $k_1 = \rho \alpha^2$  y  $k_2 = 2\beta$ . Combinando los resultados de las mediciones de velocidad de propagación de onda con la densidad de la muestra se obtiene la curva de rigidez en función del estado de esfuerzos que se muestra en la Figura 3.

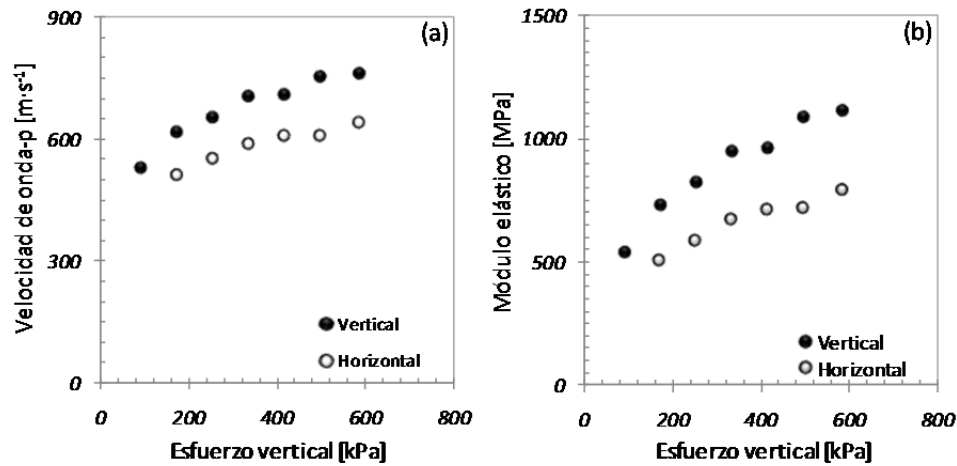


Figura 3: Ensayo de laboratorio: (a) velocidad de propagación de onda P y (b) módulo elástico M en función del esfuerzo vertical.

El estado de esfuerzos in-situ no es uniforme y varía a lo largo de la trayectoria de propagación de las ondas. El tiempo de viaje de las ondas se computa integrando a lo largo de la trayectoria de la onda:

$$t_{\text{exp}} = \int \frac{dl}{V_p} = \int \frac{dl}{\alpha \left( \frac{\sigma'}{1 \text{ kPa}} \right)^{\beta}} \quad (4)$$

Para determinar la rigidez in-situ se requiere una inversión por medio de simulaciones sucesivas (ver detalles en Cortes, 2010).

#### MODELO CONSTITUTIVO

El modelo seleccionado para caracterizar la no-linealidad en el comportamiento de la base granular capta la dependencia tipo-Hertz de la rigidez al estado de esfuerzos y el reblandecimiento del esqueleto causado por el esfuerzo desviador cuando se aproxima a la falla:

Register for free at <https://www.scipedia.com> to download the version without the watermark

$$E_R = \frac{q}{\varepsilon_{\text{axial}}} = k_1 \left( \frac{p}{p_0} \right)^{k_2} \left[ 1 - k_3 \left( \frac{q}{q_f} \right)^{k_4} \right] \quad (5)$$

$$p = \frac{1}{3} \underline{\sigma} : \underline{1} \quad , \quad q = \sqrt{\frac{3}{2} \underline{\sigma}' : \underline{\sigma}'} \underline{1} \quad \text{and} \quad \underline{\sigma}' = \underline{\sigma} - p \underline{1}$$

donde  $E_R$  es el módulo resiliente,  $q$  es el esfuerzo desviador,  $\varepsilon_{\text{axial}}$  es la deformación elástica en la dirección axial,  $p$  es el esfuerzo medio,  $p_0$  es un esfuerzo de normalización,  $q_f$  es el esfuerzo desviador a la falla,  $k_1$  es el módulo resiliente cuando  $p = p_0$ ,  $k_2 > 0$  refleja la sensibilidad del módulo resiliente con respecto al esfuerzo promedio, y  $k_3$  y  $k_4$  caracterizan la pérdida de rigidez del esqueleto con el aumento del esfuerzo desviador. Este modelo fue inicialmente propuesto por Huurman (1996) y luego modificado a su versión actual por Van Niekerk et al. (2002). El segundo parámetro elástico usado para describir el comportamiento del material es el coeficiente de Poisson  $\nu = 0.3$ .

El rango de valores que puede tomar el parámetro  $k_2 \approx 2\beta$  varía entre 0 para suelos cementados y 0.5 para agregados compuestos por partículas angulares y ásperas (Kopperman et al., 1982; Hardin y Blandford, 1989; Santamarina et al., 2001). Cuando  $q = q_f$ , el material alcanza la falla y el término de pérdida de rigidez se reduce a  $1 - k_3$ , luego  $k_3$  debe variar entre 0 (no reducción en la rigidez) y 1 (flujo a la falla). Finalmente, el parámetro  $k_4$  refleja la sensibilidad del material a la amplitud del esfuerzo desviador. En general, el efecto del esfuerzo desviador es bajo cuando  $q \ll q_f$  y se incrementa cuando  $q \rightarrow q_f$ . Esto se satisface cuando  $k_4 > 1$ . La inversión de los parámetros del modelo constitutivo se hace por medio de un análisis de las curvas de error ( $L_2$ -norm), usando los rangos de valores establecidos para  $k_i$ .

# MODELACIÓN NUMÉRICA

El modelo constitutivo fue implementado en un código Fortran y se insertó como una subrutina en el programa de elementos finitos ABAQUS®. En el análisis numérico se siguieron las recomendaciones contenidas en la guía para el diseño empírico-mecanístico de pavimentos nuevos y rehabilitados (ERES, 2004) que establece una carga  $Q = 550$  kPa distribuida sobre un área de contacto circular de radio  $r = 0.15$  m. El pavimento es modelado con una geometría 3D axil-simétrica de radio  $R = 1.5$  m. La selección de las dimensiones de la malla obedece a un estudio de efectos de borde en el contexto de condiciones de campo. La geometría usada en el modelo se muestra en la Figura 4; los espesores de las capas, y los modelos constitutivos usados para cada uno de los materiales se presentan en la Tabla 2. En la simulación se restringen los desplazamientos normales en los bordes lateral e inferior y los desplazamientos relativos en las interfaces entre capas, como lo muestra la malla en la Figura 4. Los detalles de la implementación y los criterios de selección de la ubicación de los bordes y las condiciones de frontera se presentan en Cortes (2010). Los resultados de la simulación en términos de los perfiles de esfuerzo se muestran en la Figura 5.

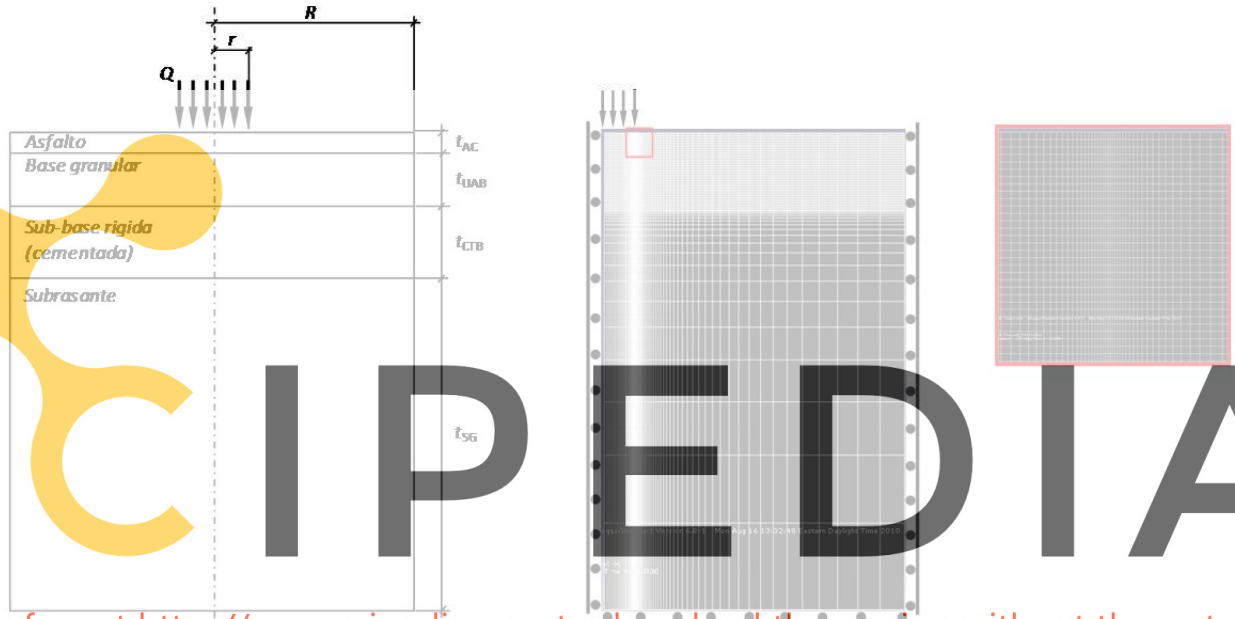


Figura 4: Geometría del pavimento flexible con rigidez invertida y modelos constitutivos usados para cada material.

Tabla 2: Dimensiones de las capas y modelos constitutivos usados en la simulación numérica.

Capa	Modelo Constitutivo
Asfalto ( $t_{AC} = 0.09$ m)	<u>Elástico lineal isotrópico</u> $E = 17$ GPa $\nu = 0.35$
Base Granular ( $t_{GAB} = 0.15$ m)	<u>No-lineal elásto-plástico isotrópico</u> $E_R = k_1 \left( \frac{p}{p_0} \right)^{k_2} \left[ 1 - k_3 \left( \frac{q}{q_f} \right)^{k_4} \right]$ $k_1 = 200$ MPa; $k_2 = 0.2$ ; $k_3 = 0.9$ ; $k_4 = 4$ $\nu = 0.3$ $\phi = 40^\circ$ ; $C = 1$ kPa
Sub-base Rígida ( $t_{CTB} = 0.25$ m)	<u>Lineal elástico isotrópico</u> $E = 13.7$ GPa $\nu = 0.2$
Subrasante ( $t_{SG} = 2.54$ m)	<u>Lineal elástico isotrópico</u> $E = 100$ MPa $\nu = 0.2$

Las distribuciones de esfuerzos en la dirección vertical y radial a lo largo de la línea central se presentan en la Figura 5-a y 5-c respectivamente. Los esfuerzos verticales son de compresión a lo largo de la línea central en toda el área de influencia de la carga y decaen con la profundidad hasta hacerse insignificantes dentro de la sub-base rígida. Los esfuerzos radiales en las capas cementadas (i.e., el asfalto y la sub-base cementada) varían entre compresión en la parte superior de la capa y tensión en la parte inferior. Los esfuerzos radiales en la base granular permanecen en estado de compresión a lo largo de la profundidad total de la capa, satisfaciendo así Mohr-Coulomb.

Los perfiles radiales del campo de esfuerzos vertical y horizontal se muestran a distintas profundidades en la Figura 5-b y 5-c. Los esfuerzos verticales inducidos por la carga en la superficie disminuyen con la profundidad hasta el punto en que el esfuerzo máximo en la subrasante es inferior al 4.5% del esfuerzo aplicado en la superficie. El esfuerzo radial en la capa asfáltica alcanza su valor máximo en la parte inferior de la capa, directamente debajo de la línea de carga. Lo mismo ocurre en la sub-base rígida.

En el pavimento flexible con rigidez invertida modelado, la base granular recibe un esfuerzo igual al 48% del esfuerzo vertical aplicado en la superficie de la capa asfáltica, mientras que la sub-base rígida y la subrasante reciben un 34% y 4.5% respectivamente. El esfuerzo radial máximo en la capa asfáltica se aproxima a la resistencia nominal a tracción por flexión del material, i.e., 2400 a 3500 kPa (Richardson y Lusher, 2008). De acuerdo a las predicciones del modelo, la capa asfáltica trabaja bajo tensión entre el 40 y el 50% de la resistencia del material. La deformación máxima obtenida de la simulación,  $2.3 \times 10^{-4}$  está dentro del rango de observaciones experimentales descritas por Tutumluer and Barksdale (1995) y se asemeja a las deformaciones observadas en pavimentos flexibles convencionales con una capa asfáltica del doble de espesor.

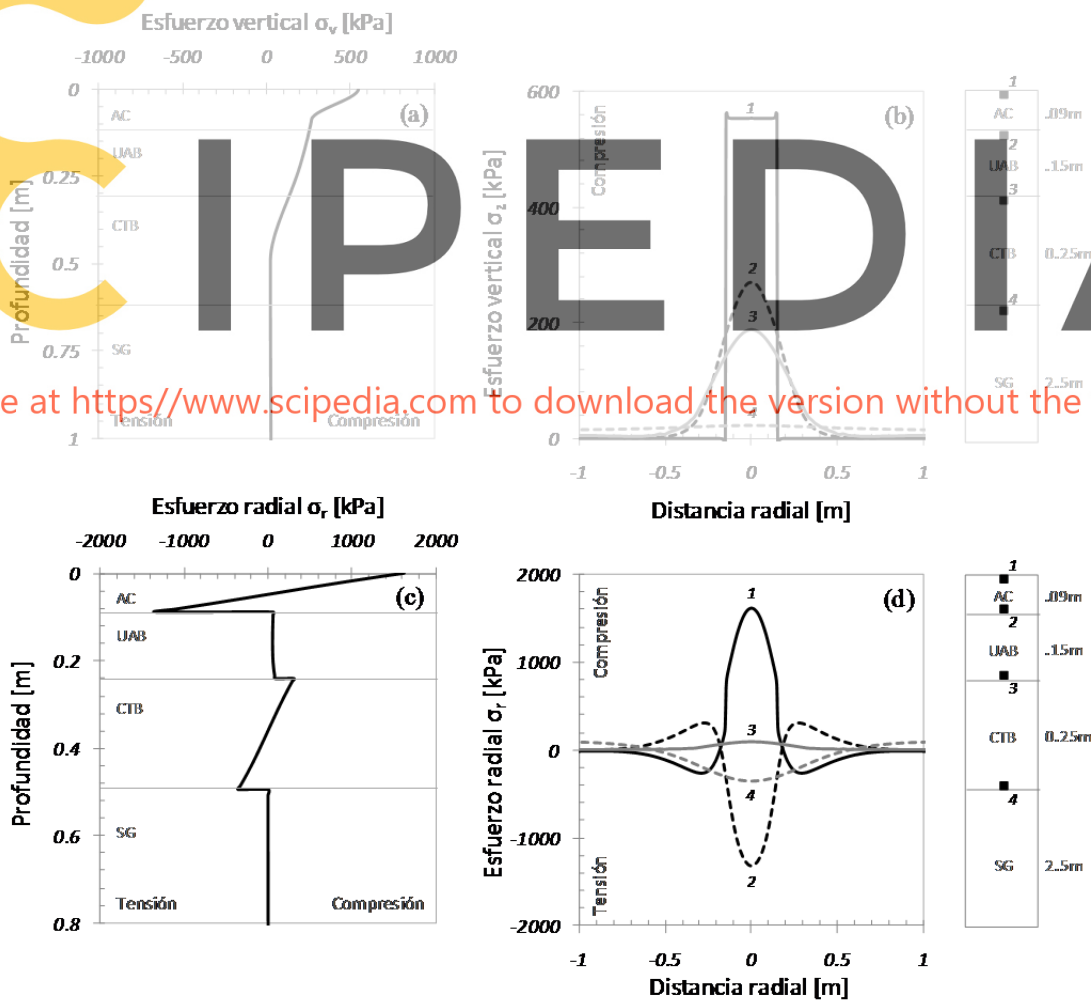


Figura 5: Respuesta mecánica: (a) perfil del esfuerzo vertical bajo la línea del centro de carga, (b) perfil radial de esfuerzo vertical (c) perfil del esfuerzo radial bajo la línea del centro de carga, y (d) perfil radial de esfuerzo radial.

## CONCLUSIONES

La base granular en un pavimento con rigidez invertida desempeña un papel importante en la transferencia de cargas inducidas por el tráfico. Los resultados de simulaciones numéricas muestran que el esfuerzo vertical en la base granular puede llegar a un 50% del esfuerzo vertical aplicado en la superficie de la capa asfáltica. La ubicación de la base granular y el alto nivel de esfuerzos al que está sometida hacen obligatorio el uso de ensayos apropiados para la caracterización de la respuesta del material bajo condiciones actuales de carga y de modelos constitutivos que reflejen la no linealidad en la rigidez del base granular.

En este trabajo se ha propuesto una metodología para la determinación de la relación entre la rigidez de la base granular y el estado de esfuerzos en el laboratorio y en campo usando tomografía con ondas P. La nueva metodología hace posible la medición directa del módulo de onda P y permite comparar los resultados de mediciones en el laboratorio y en el campo.

El modelo constitutivo seleccionado representa la dependencia del módulo resiliente con el esfuerzo promedio y con el esfuerzo desviador. Los valores de los parámetros del modelo constitutivo se evalúan por medio de un análisis de las curvas de error ( $L_2$ -norm), teniendo en cuenta los rangos de valores que satisfacen las limitaciones físicas del material.

Los resultados de las simulaciones muestran que la capa asfáltica y la sub-base rígida sostienen esfuerzos de tracción por flexión mientras que la base granular está sujeta a esfuerzos compresivos. Los perfiles de esfuerzos desarrollados permiten comparar el pavimento flexible con rigidez invertida con pavimentos flexibles convencionales en términos del desempeño mecánico de cada estructura. La magnitud de las deformaciones predichas por el modelo son comparables con valores experimentales reportados en la literatura técnica.

## AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a las siguientes instituciones: Georgia Department of Transportation (GDOT), Georgia Construction Aggregate Association (GCAA), Aggregates Foundation for Technology Research and Education (AFTRE), y la Goizueta Foundation en Georgia Tech por el apoyo financiero brindado para la ejecución de este proyecto.

## REFERENCIAS

- Adh-Osei, A. (2000). "Characterization of unbound granular layers in flexible pavements". Ph.D. dissertation, Department of Civil Engineering, Texas A&M University, College Station, Texas.
- Allen, J.J. y Thompson, M.R. (1974). "Resilient response of granular materials subjected to time dependent lateral stresses", *Transportation Research Record*, Vol. 510, pp. 173-182.
- Barksdale, R.D. (1984). "Performance of crushed-stone base courses", *Transportation Research Record*, Vol. 954, pp. 78-87.
- Cortes, D.D. (2010). "Inverted base pavement structures", Ph.D. dissertation, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia.
- ERES (2004). "Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures: Final Report", National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.
- Hardin, B.O. y Blandford, G.E. (1989). "Elasticity of particulate materials", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 115, No. 6, pp. 788-805.
- Hicks, R.G. y Monismith, C.L. (1971). "Factors influencing the resilient response of granular materials", *Highway Research Record*, Vol. 345, pp. 15-31.
- Huurman, M. (1996). "Development of traffic induced permanent strain in concrete block pavements", *Heron*, Vol. 41, No. 1, pp. 29-52.
- Lekarp, F., Isacsson, U. y Dawson, A. (2000). "State of the art. I: resilient response of unbound aggregates", *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 126, No. 1, pp. 66-75.
- Monismith, C.L., Seed, H.B., Mitry, F.G. y Chan, C.K. (1967). "Prediction of pavement deflections from laboratory tests", *Second International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*, Ann Arbor, Michigan.



- Morgan, J.R. (1966). "The response of granular materials to repeated loading", *3rd Australian Road Research Board Conference*, Sydney, Australia.
- Puppala, A.J. (2008). "Estimating Stiffness of Subgrade and Unbound Materials for Pavement Design - A Synthesis of Highway Practice", National Cooperative Highway Research Program Synthesis 382, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- Rasoulilian, M., Becnel, B. y Keel, G. (2000). "Stone interlayer pavement design", *Transportation Research Record*, Vol. 1709, pp. 60-68.
- Rasoulilian, M., Titi, H., Martinez, M., Becnel, B. y Keel, G. (2001). "Long Term Performance of Stone Interlayer Pavement", Louisiana Transportation Research Center, Baton Rouge, Louisiana.
- Richardson, D.N. y Lusher, S.M. (2008). "Determination of Creep Compliance and Tensile Strength of Hot Mix Asphalt for Wearing Courses in Missouri", Final Report RI05-052, Missouri University of Science and Technology and Missouri Department of Transportation.
- Santamarina, J. C., Klein, K.A. y Fam, M.A. (2001). *Soils and Waves*, John Wiley & Sons, Ltd., New York.
- Terrell, R.G. (2002). "Measuring directional stiffness in pavement base material", Master of Science in Engineering Thesis, Civil Engineering Department, University of Texas at Austin, Austin, Texas.
- Terrell, R.G., Cox, B.R., Stokoe, K.H., Allen, J.J. y Lewis, D. (2003). "Field evaluation of the stiffness of unbound aggregate base layers in inverted flexible pavements", *Transportation Research Record*, Vol. 1837, pp. 50-60.
- Titi, H., Rasoulilian, M., Martinez, M., Becnel, B. y Keel, G. (2003). "Long-term performance of stone interlayer pavement", *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 129, No. 2, pp. 118-126.
- Tutumluer, E. (1995). "Predicting behavior of flexible pavements with granular bases", Ph.D. Dissertation, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia.
- Tutumluer, E. y Barksdale, R.D. (1995). "Inverted flexible pavement response and performance", *Transportation Research Record*, Vol. 1482, pp. 102-110.
- Van Niekerk, A.A., Molenaar, A.A.A. y Houben, L.J.M. (2002). "Effect of material quality and compaction on the mechanical behaviour of base course materials and pavement performance", *6th International Conference on Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields*, Lisbon, Portugal.

Register for free at <https://www.scipedia.com> to download the version without the watermark